

## 鋼製橋脚における荷重組合せの解析と荷重係数の試算

ESTIMATION OF LOAD COMBINATIONS AND  
LOAD FACTORS FOR STEEL PIER

北沢正彦\*・久保雅邦\*\*・白木 渡\*\*\*・亀田弘行\*\*\*\*

By Masahiko KITAZAWA, Masakuni KUBO,  
Wataru SHIRAKI and Hiroyuki KAMEDA

This paper presents a probabilistic analysis of load combinations acting on a steel pier of highway bridges and shows an evaluation of its load factors in load and resistance factor design format. An existing structure model subjected to dead, live, temperature and seismic loads is considered for analysis, and the statistical properties of loads are evaluated on the basis of field measurements performed by HDL(Hanshin Public Expressway Design Load)-committee. The procedure for estimating load factors are developed, in which the limit state probabilities of structure are uniformed to the target probability. Numerical examples of structural reliability analysis are given for the cases of allowable stress design format as well as load factor design format, and some discussions between them are showed.

## 1. ま え が き

現在の道路橋示方書<sup>1)</sup>では、考えられる荷重組合せの中から支配的と思われる組合せをいくつか規定し、これを用いて部材の設計照査を行うよう義務づけている。そして、その場合の許容応力度に対して、組合せ荷重の生起頻度や荷重効果の足し合せに基づく割増しを行い、荷重が組み合わされることに対する合理的な設計を指向している。しかしながら、そのような割増し率の算出根拠は経験工学的な判断を主体にしており、定量的には必ずしも明確ではない。また、組み合わされる各荷重に対しては同一の設計安全率を用いるため、設計する構造物によってその安全性や使用性の大きさが均等になっていない可能性が予想される。

一方、構造物の確率論的な信頼性評価が進展するとともに<sup>2)</sup>、荷重係数体系の設計照査式を用いる限界状態設計法の導入が提唱され<sup>3)</sup>、現在その具体化を目ざして調査研究の段階にある<sup>4)</sup>。実務的には、既に欧米諸国のBS5400<sup>5)</sup>やOHBDC<sup>6)</sup>等において実用化しており、道路橋示方書をその様式に改訂するよう期待されているが、我が国においてはこれらの結果を踏襲するだけでなく、荷重や構造物の実情に合わせてより適切な設計体系を策定するよう強く望まれる。勿論、限界状態設計法の導入にあたっては多くの項目が関連するため、個々の問題について広範な調査研究を必要とすることは言うまでもない。それらの成果を目ざすべき設計体系の中へ集約することによって、現行設計法の問題点を解消し、さらには新しい設計法の合

\* 阪神高速道路公団 工務部設計係長 (〒541 大阪市東区北久太郎町4-68)

\*\* 工修 総合技術コンサルタント 技術部 課長 (〒533 大阪市東淀川区東中島3-5-9)

\*\*\* 工博 鳥取大学 助教授 工学部土木工学科 (〒680 鳥取市湖山町南4-101)

\*\*\*\* 工博 京都大学 教授 防災研究所 (〒611 宇治市五ヶ庄)

理化を推進する必要がある。

本研究は、そのための基礎調査の一環として阪神高速道路公団設計荷重委員会において行ったもので<sup>7)</sup>、荷重組合せに対する現行設計法の問題点を確認するとともに、荷重係数法の適用性を具体的な数値を用いて検証することを目的として、荷重組合せの確率論的解析と荷重係数の試算を行った。荷重組合せの問題を理論的に考察するだけでなく、実際の荷重と構造物について試算するために、都市内高速道路の鋼製橋脚に着目し、死荷重、活荷重、温度荷重および地震荷重を取り上げて、実態調査により得られた荷重のデータを反映するようにした。各荷重の発生特性と強度特性をB-C過程<sup>8)</sup>にモデル化し、Wenの方法<sup>9)</sup>を用いて組合せ荷重によって部材が限界状態となる確率を求めた。ただし、部材の限界状態については簡単のために座屈や疲労を考慮せず、曲げモーメントと軸力による断面の垂直応力度を線形計算により求め、降伏強度を部材の終局限界状態とした。また、設計荷重としての公称荷重の値は、現行の示方書による設計荷重の値を用いた。具体的に荷重係数を算定するための考え方と方法は既に報告しており<sup>10)</sup>、ここでは具体的な計算結果と考察を中心に報告する。なお、本研究では限界状態確率を用いて安全性や使用性の大きさを表したが、より実用的な解析として安全性指標を用いて評価する場合の検討も合わせて進めた<sup>11)</sup>。これについてはその詳細を別の機会に報告する予定である。

## 2. 構造物のモデル化

### (1) 構造物モデルの設定

都市内高速道路の代表的な構造物を解析の対象とするものとし、図-1に示すように三径間連続箱桁の間支点を支える鋼製ラーメン橋脚を構造物モデルとして選定した。各諸元について使用実績の多い範囲でいくつかのモデルを考え、上部構造の支間長 $L$ は40～80m、橋脚の全高さ $H$ は10～20m、同じく全幅 $B$ は20～30mのものを設定した。さらに、基本構造寸法に対して部材の寸法 $a$ 、 $b$ 、 $c$ を次のように設定した。また、橋脚高さ $h$ および橋脚幅 $\ell$ はこれらを用いて決定した。

$$\sqrt{a=L/20, b=B/12, c=(B+H)/20} \quad \dots\dots\dots (1)$$

式(1)の仮定はこれまでの設計例を参考に決めたもので、標準設計<sup>12)</sup>の実例に良く合っている。したがって、ここでは以上の諸元の組合せから表-1に示すように12個の構造物モデルを設定し、それぞれNo.1～No.12とした。

次に、上記した鋼製橋脚の橋軸直角方向面内の挙動に着目し、図-2に示すような骨組モデルと着目点を設定した。各着目点はいずれも部材の設計において重要で、梁や柱の断面を決定する際に支配的となる。各着目点における断面決定は、それぞれ得られた断面力に対して独立に行うものとし、柱、梁のそれぞれにお

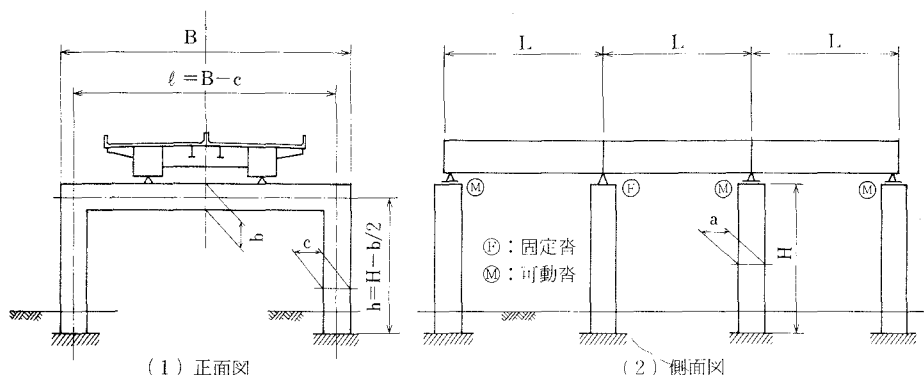


図-1 対象とする構造物モデル

いて各着目点間の中央点で断面変化するものとした。その際、各着目点において部材の曲げモーメントと軸力のみを考慮し、それにより合成された垂直応力度の絶対値が最大となる上縁もしくは下縁に着目した。ただし、各部材の断面形状は単純化した箱型断面とし、板厚のみが変化するが座屈はしないものとした。

ところで、各断面において必要な板厚を算出するためには、上部構造と下部構造ともに外的に不静定な構造のため、部材の断面定数を仮定して構造解析をし、その結果得られた断面と仮定した断面との間で収束計算をする必要がある。通常的设计では、たとえば剛度の差が5～10%程度であれば収束したものとして断面決定をしているが、構造物の信頼性解析においてはこのような判断が重要となる。もし、いくつかの着目点においてこのような収束計算をしながら信頼性解析を行うとすると、非常に複雑な計算が必要となる。

そこで、本研究では荷重係数の大きさにかかわらず、構造解析に用いる部材の断面定数を確定値とし、その値として現行の設計法を満足する結果を用いた。このことにより、ある構造物の各着目点はそれぞれ独立した構造物を表すことになり、最適な解の収束計算が非常に簡略化される。ただし、このように仮定した断面定数の影響が小さいことは勿論のこと、仮定した断面定数が妥当であることを確認する必要がある、本研究では簡単な試算をした結果大きな問題はないものと認められた。なお、骨組モデルによる構造解析をすべて弾性計算とした。また、各構造物ごとにそれぞれ部材の断面積  $A_i$  と鋼材の単位体積重量  $\rho$  とを乗じて単位長さ当りの鋼重とし、これに各着目点に相当する部材長  $l_i$  を乗じて集計し、概算鋼重  $W$  とした。ここに、添字  $i$  は着目点①～④の番号を表す。

$$W = \rho \sum A_i \cdot l_i \quad \cdots \cdots \cdots (2)$$

したがって、ここでの鋼重は部材断面力のみに関係するものであり、補剛材やダイヤフラム等の重量は含まれないため、あくまで構造物間の相対的な比較においてのみ意味を持つ。

(2) 部材の限界状態の設定

各部材には、使用実績の多い S M50 Y 材を用いるものとした。鋼材の材料定数と強度の特性値は現行の示方書に従って定め、降伏強度の公称値 ( $\sigma_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ ) を終局限界状態とした。

3. 荷重のモデル化と荷重効果の算定

(1) 対象とする荷重と荷重組合せの種類

本研究では、できるだけ実用的に荷重組合せの問題を検討するために、常時と地震時の比較、さらに地震

表－1 構造物モデルの諸元

単位 (m)

| 構造物<br>No. | 支間長<br>L | 橋脚全高<br>H | 橋脚全幅<br>B | 橋脚高さ<br>h | 橋脚幅<br>$\ell$ | 梁柱厚さ<br>a | 梁高さ<br>b | 柱 幅<br>c |
|------------|----------|-----------|-----------|-----------|---------------|-----------|----------|----------|
| 1          | 40.0     | 10.0      | 20.0      | 9.17      | 18.50         | 2.00      | 1.67     | 1.50     |
| 2          | 40.0     | 10.0      | 30.0      | 8.75      | 28.00         | 2.00      | 2.50     | 2.00     |
| 3          | 40.0     | 20.0      | 20.0      | 19.17     | 18.00         | 2.00      | 1.67     | 2.00     |
| 4          | 40.0     | 20.0      | 30.0      | 18.75     | 27.50         | 2.00      | 2.50     | 2.50     |
| 5          | 60.0     | 10.0      | 20.0      | 9.17      | 18.50         | 3.00      | 1.67     | 1.50     |
| 6          | 60.0     | 10.0      | 30.0      | 8.75      | 28.00         | 3.00      | 2.50     | 2.00     |
| 7          | 60.0     | 20.0      | 20.0      | 19.17     | 18.00         | 3.00      | 1.67     | 2.00     |
| 8          | 60.0     | 20.0      | 30.0      | 18.75     | 27.50         | 3.00      | 2.50     | 2.50     |
| 9          | 80.0     | 10.0      | 20.0      | 9.17      | 18.50         | 4.00      | 1.67     | 1.50     |
| 10         | 80.0     | 10.0      | 30.0      | 8.75      | 28.00         | 4.00      | 2.50     | 2.00     |
| 11         | 80.0     | 20.0      | 20.0      | 19.17     | 18.00         | 4.00      | 1.67     | 2.00     |
| 12         | 80.0     | 20.0      | 30.0      | 18.75     | 27.50         | 4.00      | 2.50     | 2.50     |

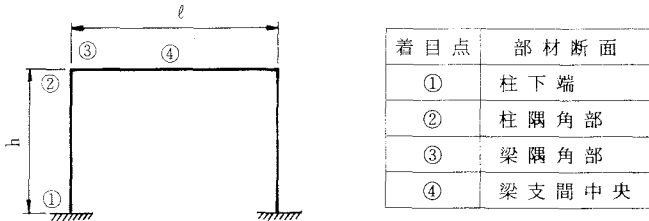


図-2 骨組モデルと着目点

時における活荷重および温度荷重との組合せに主眼を置き、死荷重 (D)、活荷重 (L)、温度荷重 (T) および地震荷重 (E) を代表的に解析の対象として選定した。その発生特性を図-3に示すようにモデル化し、各荷重が発生した時の荷重強度をその確率密度関数によって表した。

死荷重では上部構造や下部構造にかかわらず、構造物が完成した時に有する荷重強度から多少の変動が予想されるが、その変動幅は小さいものとしてモデル化では時間的に不変な確定値とした。他の荷重では、いずれも構造物の安全性や使用性にとって有意なレベルの荷重強度のみを考えた。したがって、その発生特性は時間的に断続するものとし、活荷重と温度荷重では比較的短い継続時間を持つ

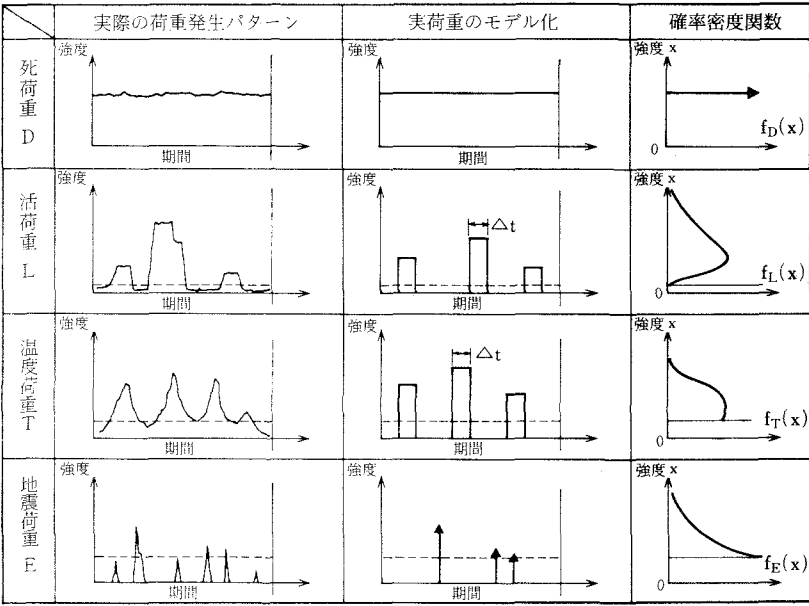


図3 荷重の発生特性とモデル化

矩形パルスを考え、各パルスの継続時間をすべて一定値 $\Delta t$ とした。地震荷重については、その継続時間が非常に短くスパイク状の発生を考えた。荷重組合せ問題におけるこのような荷重発生モデル化は、いわゆる「B-Cモデル」<sup>9)</sup>と呼ばれており、この種の解析において広く利用されている。図-3に示すように、荷重あるいは荷重効果を確率変数や確率過程によってモデル化する際に正確な扱いを必要とするが、組合せ荷重による荷重効果を確率的に評価する上で、概念的に明確な算定ができるという利点がある。

次に、このような荷重の発生特性に従うと、表-2に示す実荷重の組合せケースCase-0~Case-7を考えることができ、それらは互いに排反な事象である。ただし、このうち死荷重のみのケースは時間的に変動するものではなく、構造物の供用期間中における荷重効果を考える上では実質的な意味を持たない。同表の右欄に、現行設計法および荷重係数法の設計照査式Code-1~Code-4を示す。ここで、基本の許容応力度 $\sigma_a = 21$

表-2 実荷重の組合せと設計照査式の定義

| 実荷重の組合せ |         | 設計照査式  |                                                                   |                                                                                                |
|---------|---------|--------|-------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 組合せケース  | 荷重の種類   | 組合せケース | 現行設計法                                                             | 荷重係数法                                                                                          |
| Case-0  | D       | Code-1 | $\phi_1 \sigma_y \geq \alpha_D D^* + \alpha_L L^*$                | $\sigma_y \geq \alpha_D \gamma_{D1} D^* + \alpha_L \gamma_{L1} L^*$                            |
| Case-1  | D+L     |        |                                                                   |                                                                                                |
| Case-2  | D+T     | Code-2 | $\phi_2 \sigma_y \geq \alpha_D D^* + \alpha_L L^* + \alpha_T T^*$ | $\sigma_y \geq \alpha_D \gamma_{D2} D^* + \alpha_L \gamma_{L2} L^* + \alpha_T \gamma_{T2} T^*$ |
| Case-3  | D+L+T   |        |                                                                   |                                                                                                |
| Case-4  | D+E     | Code-3 | $\phi_3 \sigma_y \geq \alpha_D D^* + \alpha_E E^*$                | $\sigma_y \geq \alpha_D \gamma_{D3} D^* + \alpha_E \gamma_{E3} E^*$                            |
| Case-5  | D+L+E   |        |                                                                   |                                                                                                |
| Case-6  | D+T+E   | Code-4 | $\phi_4 \sigma_y \geq \alpha_D D^* + \alpha_T T^* + \alpha_E E^*$ | $\sigma_y \geq \alpha_D \gamma_{D4} D^* + \alpha_T \gamma_{T4} T^* + \alpha_E \gamma_{E4} E^*$ |
| Case-7  | D+L+T+E |        |                                                                   |                                                                                                |

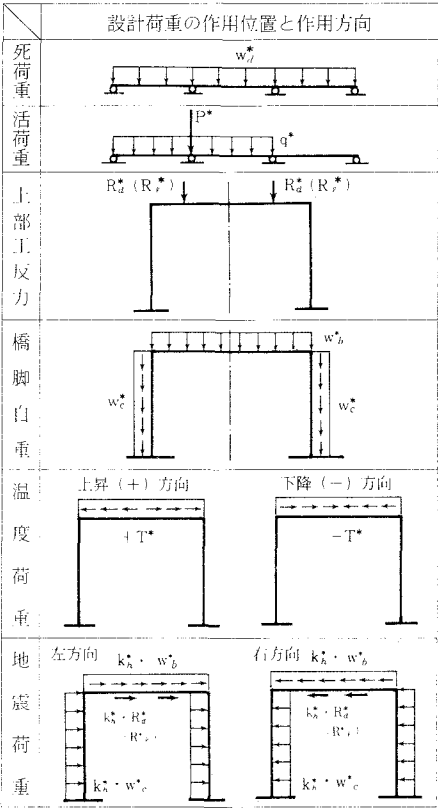
00kg/cm<sup>2</sup>は、降伏強度 $\sigma_y$ を約1.7の設計安全率で割って求めたものであり、これに許容応力度の割増し率を考慮して両方の設計照査式を対比するための換算係数 $\phi_j$ を定義した。 $\alpha_m$ は荷重 $m$  ( $m = D, L, T, E$ )の荷重効果への変換係数、 $m^*$ は荷重 $m$ の公称荷重強度、 $\gamma_{mj}$ は設計荷重組合せCode-jにおける荷重 $m$ の荷重係数をそれぞれ表す。現行設計法に規定されている組合せケースが、ここで取り上げた実荷重組合せのすべてに対応しているわけではなく、あるものは設計照査の上で不要な組合せケースとして除外されている。この場合、どの組合せケースを除外すべきか、あるいはこのように除外することが妥当かどうかについても、本研究では若干の検討を加えた。また、荷重係数法の組合せケースを現行設計法のそれと同じものとした。

## (2) 設計荷重の設定

荷重係数体系の設計法を導入するにあたって、まず設計照査に用いる公称荷重を設定する必要がある。このような設計荷重としては、各荷重を横ならびにしてバランスのとれたものが望ましく、この意味で現行の設計荷重自身が荷重係数体系の公称荷重として良いかどうかについて議論しなければならないが、現行の示方書における設計荷重を用いるのが理解し易く、且つ行政的にも現行設計法の延長上で議論することができるという利点があり、これを公称荷重として用いることとした。対象とした荷重の種類と、作用位置、作用方向を図－4に示す。設計死荷重と設計活荷重の値を表－3と表－4に示す。設計温度荷重は梁、柱ともに部材内では均等に温度変化するものとし、温度の上昇方向（＋）と下降方向（－）に対してそれぞれ $\pm 35^{\circ}\text{C}$ の温度荷重を考えた。なお、上部構造に対する温度荷重は考慮していない。また、設計地震荷重は設計震度 $k_n^* = 0.24$ をすべての構造物に対して一律に与え、上部構造の設計死荷重および橋脚自重にこれに乗じて設計地震荷重とした。構造物の震度は固有周期に応じて応答スペクトルから与えられるものであり、表－1の構造物モデルについて橋軸直角方向の固有周期 $T_n$ を求めたところ、そのすべてが $T_n = 0.5 \sim 1.0$ 秒の範囲に入った。修正震度法を考えるならば、それぞれの固有周期に応じて設計震度を設定する必要があるが、ここでは簡単のために上記のように一律の設計震度を用いることにした。なお、上部構造の死荷重や橋脚自重については、荷重係数の大きさに応じて断面の板厚が変化し、したがって本来的にはこれらの荷重強度も変化することになるが、ここでは簡単のために荷重係数の大きさにかかわらず設計死荷重を確定値として与えた。

## (3) 実荷重のモデル化

目標とする荷重係数を算定するにあたって、構造物に作用する実荷重の強度や発生頻度の確率特性を明らかにする必要がある。ここでは、これまでの荷重実態調査により収集された観測データおよびそれらの分析結果を基



図－4 設計荷重の作用位置と作用方向

表－3 設計死荷重および設計活荷重

| 支間長 (m) |                    | 40    | 60    | 80     |
|---------|--------------------|-------|-------|--------|
| 死荷重     | 荷重強度 $W_d^*$ (t/m) | 25.1  | 25.8  | 27.0   |
|         | 反力 $R_d^*$ (ton)   | 552.2 | 851.4 | 1188.0 |
| 活荷重     | 線荷重 $P^*$ (ton)    | 59.25 |       |        |
|         | 等分布荷重 $q^*$ (t/m)  | 4.148 |       |        |
|         | 衝撃係数 $i$           | 0.222 | 0.182 | 0.154  |
|         | 反力 $R_s^*$ (ton)   | 157.8 | 211.5 | 264.9  |

にして実荷重をモデル化した。荷重組合せの問題では、このような実荷重のモデル化が非常に重要であり、また多くの分析や解析に基づく結果を組み立てる必要がある。事実、本研究においても実荷重のモデル化に多くの議論を要した。それらの詳細は文献7)の報告書に示してあり、ここでは紙面の都合上それらを割愛してモデル化の骨子と結果のみを示す。なお、橋梁の供用期間を50年とした。

#### a) 死荷重

上部構造の死荷重(全橋あたり)と橋脚自重を確定値として与えた。その場合に想定できるケースとして、上部工死荷重、橋脚自重ともに設計死荷重に等しいとする場合と、ともに設計死荷重よりやや大きく、上部工死荷重は1.05倍、橋脚自重は1.10倍とする場合を考えたが、ここでは主として後者の場合の結果を示す。

#### b) 活荷重

橋梁上の自動車荷重列による支点反力を活荷重のモデルとし、1ヶ月に1回程度発生する活荷重強度を対象としてモンテカルロシミュレーション法を用いて求めた。自動車荷重の重量、車間距離、車長、および車種混入率等の確率特性は実態調査の結果に基づき、これから4車線の自動車荷重をランダムに発生させ、着目する橋脚上の支点反力が最大となる時の値を求めてその頻度分布を作り、これに極値分布をあてはめて活荷重のモデルを作成した。その際のシミュレーション回数を100回とした。各車重をそれぞれ1個の集中荷重で与え、荷重の横分配を無視して全橋あたりの反力を求め、その1/2ずつを各支点の反力とした。なお、支点反力の橋軸方向における影響線縦距の正負にかかわらず、三径間連続桁の全橋に自動車荷重を満載した。確率分布のあてはめに用いる極値分布についていくつか検討したところ、極値Ⅰ型分布が最も良く適合し、活荷重モデルのすべての場合に対してこれを用いた。得られた頻度分布に基づく活荷重モデルの一例を図-5に示す。

#### c) 温度荷重

活荷重の場合と同様に、温度荷重も断続的に発生する荷重としてモデル化し、比較的短い期間の最大値に着目してモデル化した。ただし、温度荷重の場合には活荷重や地震荷重と組み合わせることに主眼を置いて、1時間程度の期間における温度荷重の最大値を考えた。近似的には任意時刻の温度荷重と考えられるものである。なお、構造物の温度荷重として考慮すべきものは、架設時温度を基準とした温度差であって次のように定義される。

$$\text{温度荷重} = \text{構造物温度} - \text{架設時温度} \quad \dots\dots\dots (3)$$

実態調査による構造物温度の頻度分布から、式(3)によって求められる温度荷重の頻度分布を求めた。架設時温度は15℃であると仮定し、構造物温度の頻度分布は架設時温度を中心にして左右対称であるとみなした。図-6に示すように、温度荷重のモデルとして正規分布を用いた。なお、活荷重と温度荷重の発生特性には昼夜の特性から見てその相関が予測されるが、ここでは簡単のために無関係としてモデル化した。また、温度荷重には当然ながら正の方向と負の方向とが考えられるが、ここではその絶対値のみを温度荷重として考えることにした。活荷重と温度荷重について、 $\Delta t = 3.0$ 時間とした。

#### d) 地震荷重

地震荷重はパルス的に発生し、その発生頻度はポアソン分布に従うものとしたが、その際考慮すべき地震

表-4 設計橋脚自重  
単位(t/m)

| 構造物<br>No. | 梁自重<br>$w_b^*$ | 柱自重<br>$w_c^*$ |
|------------|----------------|----------------|
| 1          | 1.20           | 1.10           |
| 2          | 2.80           | 1.20           |
| 3          | 1.00           | 1.80           |
| 4          | 2.10           | 1.80           |
| 5          | 1.60           | 1.70           |
| 6          | 3.70           | 1.80           |
| 7          | 1.00           | 2.10           |
| 8          | 2.80           | 2.10           |
| 9          | 2.00           | 2.70           |
| 10         | 4.80           | 2.60           |
| 11         | 1.10           | 2.40           |
| 12         | 3.60           | 2.40           |

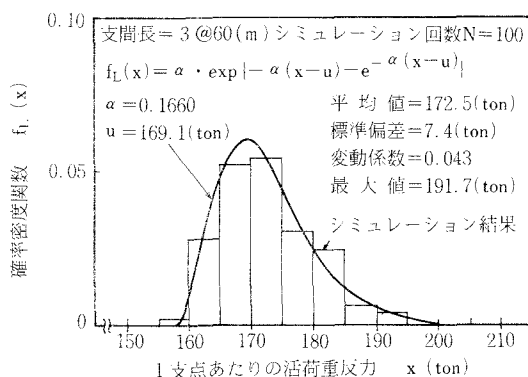


図-5 活荷重モデル

荷重の大きさとして再帰期間が平均2年間以上のものとした。なお、ここで言う地震荷重とは荷重効果を考えているため、求めた応答加速度を重力加速度980Galを用いて震度に換算し、これを死荷重さらには活荷重強度に乗じて地震荷重とした。応答加速度の頻度分布を求め、これに極値Ⅲ型分布のあてはめを行ったところ、極値Ⅲ型分布が最も良く適合した。結果を図-7に示す。

(4) 荷重効果の組合せ

各荷重の強度を表す変数は確定値もしくは確率変数であり、これらを用いて算定される荷重効果の組合せは同様に確率変数となる。したがって、各着目点ごとに確率変数の和としてこれを算定しなければならない。確率変数の和を算出するためには、一般には数学的なたみ込み積分によってその確率分布を算出する必要があるが、特殊な確率分布の場合を除いてこの積分を解析的に誘導することは難しい。ここでの荷重モデルもそのような例に相当し、そのためには数値積分を行う必要があるが、組み合わせる確率変数の数が3つ以上になると膨大な計算量が必要となり実用性に欠ける。

そこで、本研究ではこの点を改善して実用的な解析をするために、モンテカルロシミュレーション法を用いて荷重効果の組合せを行うことにした。すなわち、個々の荷重のサンプル値をそれぞれの確率分布を用いて作成し、これを確定量として構造物に作用させて各荷重効果を求める。得られた各荷重効果を荷重組合せのケースに応じて足し合わせることに

よって、荷重効果の組合せによる一個のサンプル値を得る。以上の過程を十分な個数のサンプルが得られるまで繰返せば、組合せ荷重効果の頻度分布ができ、これに最適な確率分布をあてはめて組合せ荷重による荷重効果の和が得られたことになる。この方法で重要なことは、十分なサンプル数を作成するとともに、できるだけ適切な確率分布をあてはめることである。これらの点について十分な精度を上げる必要があるが、数値積分を行うことに比べれば簡易な解析と言える。具体的な計算では、各荷重のシミュレーション回数をいずれも500回とした。組合せ荷重に対するあてはめでは、下限値を有する極値Ⅲ型分布が良く適合したためこれを用いることにした。ただし、構造物の限界状態確率を求める上では分布の裾部の情報が重要となるため、頻度分布の20%超過確率に入るデータに対して良く適合するようにあてはめた。また、極値Ⅲ型分布の下限値を変えて検討したところ、得られた頻度分布の最小値とする場合が良く適合したため、これを分布の下限値として用いた。

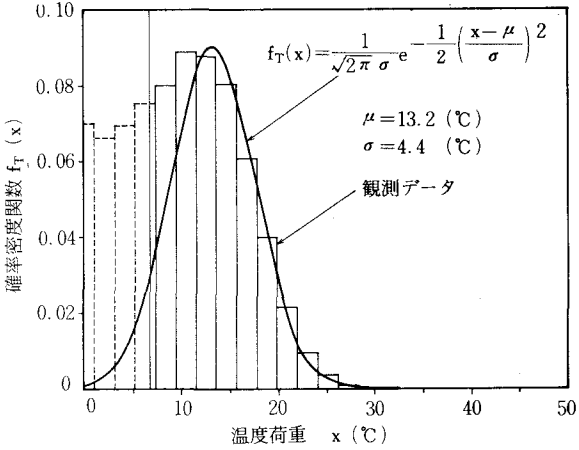


図-6 温度荷重モデル

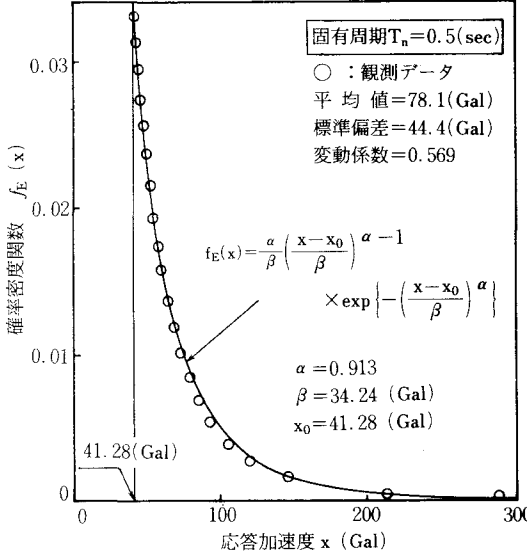


図-7 地震荷重モデル

#### 4. 荷重係数の試算

##### (1) 限界状態確率の算定方法と目標値の設定

いま、終局限界状態のみを考えると、橋梁の供用期間における荷重効果の最大値が問題となる。実荷重の組合せによる荷重効果の最大値が、設定された限界状態を超える確率をここでは限界状態確率と呼び  $P_f$  で表わす。ここでは、この種の解析にしばしば用いられているWen のLoad Coincidence Method<sup>9)</sup>を用いて上記の  $P_f$  を算定した。すなわち、部材に生ずる荷重効果を  $X$  で表わし、実荷重のすべての組合せによる荷重効果が  $X = x$  を超える確率  $P_f(x)$  を  $x$  の関数として次式で求めた。限界状態確率  $P_f$  は、とりも直さず  $P_f(x)$  で  $x$  が限界状態を表わす場合に他ならない。

$$P_f(x) \approx 1 - \exp \left\{ - \sum_{i=1}^7 n_i \cdot G_i(x) \right\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $n_i$  は構造物の供用期間中に荷重組合せCase- $i$ が発生する期待回数、 $G_i(x)$  はCase- $i$ の組合せ荷重が一回発生し、これによる荷重効果が  $X = x$  を超過する確率を表わす。ただし、 $G_i(x)$  は上記したようにモンテカルロシミュレーション法により算定した。

次に、本研究では現行設計法による結果を基にして目標とする限界状態確率を設定するものとしたが、その結果から工学的に判断して $10^{-3}$ と $10^{-5}$ の2ケースを目標値として設定することにした。大まかには、現行設計法による構造物の平均的な限界状態確率を表していると考えられ、前者に比べて後者の場合はやや安全側に目標値を設定してみたものである。

##### (2) 荷重係数の試算

具体的な荷重係数の算定方法は文献10) に示しており、ここではその手順のみ簡単に示す。

- ① 考慮すべき構造物の中から、典型的な構造諸元を有するものを代表として選定する。これを構造物  $S_k$  ( $k = 1, 2, \dots, N$ ) とする。
- ② 各構造物  $S_k$  を、考慮すべき設計照査式を用いて設計する。その際、各荷重係数や強度係数にはある値が設定されているものとする。構造物  $S_k$  の設計断面はその値を最大にする設計照査式によって決定される。
- ③ 構造物の限界状態と目標とする構造物の限界状態確率  $P_f^*$  を設定する。
- ④ ②で設計された構造物  $S_k$  が実荷重を受けるとして、限界状態を超える確率  $P_f^{(k)}$  を算出する。
- ⑤ すべての構造物  $S_k$  ( $k = 1, 2, \dots, N$ ) に対して次の目的関数 $\Omega$ を導入する。

$$\Omega = \sum_{k=1}^N \left( \frac{\log P_f^{(k)} - \log P_f^*}{\log P_f^*} \right)^2 \quad \dots\dots\dots (5)$$

- ⑥ 目的関数 $\Omega$ は、すべての構造物とすべての荷重組合せに対して唯一定義される。よって、 $\Omega$ に含まれる未知変数、すなわちすべての荷重係数や強度係数を次式によって決める。

$$\frac{\partial \Omega}{\partial \gamma_{D1}} = \frac{\partial \Omega}{\partial \gamma_{L1}} = \frac{\partial \Omega}{\partial \gamma_{D2}} = \frac{\partial \Omega}{\partial \gamma_{T2}} = \dots\dots\dots = 0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

目標とする限界状態確率 $10^{-3}$ と $10^{-5}$ に対して、上記の算定方法を用いて荷重係数を試算した。その際、すべての荷重係数を未知変数として式(6)の連立方程式を解く必要があり、本研究では試行錯誤的に目的関数 $\Omega$ の等高線を用いてその値を最小化するようにしてこれを求めた。したがって、このような収束計算における未知変数の個数はできるだけ少ない方が望ましく、本研究では表一2に示した設計照査式を次の3つの場合に分けて試算した。

- a) 常時と地震時の検討：Code-1とCode-3のみを用いる場合
- b) 温度時と地震時の検討：Code-2とCode-3のみを用いる場合
- c) 温度荷重と地震荷重との組合せの検討：Code-1とCode-4のみを用いる場合

いずれの場合にも、当然ながらそれぞれ2つの死荷重係数が含まれるが、本研究ではその場合の値を同じに設定した。その大きな理由は、第一に未知変数の個数を減らすことであるが、また設計基準の実用性という点で見ると、同じ種類の荷重に対しては同じ値の荷重係数を用いるべきだと考えられる。以上のケースに

ついて最適な荷重係数を求めたところ、それぞれ目標値 $10^{-3}$ と $10^{-5}$ に対して次のような結果が得られた。

① 死荷重強度が設計死荷重に等しい場合と設計死荷重より大きい場合では、前者の死荷重係数が1.00、後者のそれが1.05となり上部工死荷重の設定値に等しい結果となった。死荷重係数がこのように確定的な結果となったのは、実態荷重を確定値として設定したことによると思われる。

② 活荷重係数は、目標値 $10^{-3}$ と $10^{-5}$ に対してそれぞれ約1.20と1.30となったが、これはべき乗則により活荷重のみの50年最大値分布から求めた超過確率値と良く一致した。

③ 地震荷重係数は、目標値 $10^{-3}$ と $10^{-5}$ に対して死荷重が設計死荷重に等しい場合と設計死荷重より大きい場合でやや異なり、前者の場合には約2.30と3.35、後者の場合には約2.45と3.55となった。いずれも、目標値が $10^{-3}$ から $10^{-5}$ へ変化すると荷重係数の値が1.0～1.1程度大きくなり、これは同じくべき乗則により求めた地震荷重の超過確率値の変化幅と良く一致した。しかし、超過確率値に対して荷重係数の方が9～10%程度大きく、これは死荷重に対してのみならず活荷重による慣性力をも実荷重としての地震荷重の中に見込んだためと思われる。

④ 活荷重や地震荷重と組み合わせる場合の温度荷重の荷重係数は非常に小さく、設計荷重の組合せとして温度荷重を入れる必要性の少ないことを示唆している。つまり、地震荷重や活荷重と温度荷重とが組み合わせられて最大値となるような場合には、活荷重あるいは地震荷重が最大となる状態が支配的となる。さらに、目標値が $10^{-3}$ から $10^{-5}$ へと小さくなるにつれて温度荷重係数がより小さくなり、設計照査に取り入れる必要がないことを示している。

⑤ 以上の結果を総合的に見ると、各荷重の最大値を同時に組合せて設計照査する必要が小さいことを表しており、本研究の結果では温度荷重を無視して活荷重もしくは地震荷重のみで照査すれば良いことが示された。しかしながら、これらの結果は実荷重のモデル化のあり方に大きく依存するものであり、本研究の温度荷重のモデル化がやや過少評価であったとも考えられるため、断定的な結論は今後の課題とすべきように思われる。

⑥ 解析の簡略化のために、3つの場合に分けて各設計荷重の組合せについて検討したが、上記のa)とc)の各Code-1およびa)とb)の各Code-3の各係数は結果的に等しく、各設計荷重組合せごとにその最適値を求めることができた。したがって、これから荷重係数体系の照査式を提示することができ、本研究では安全側に見て死荷重が設計死荷重より大きい場合を照査式として提案し、これを表-5にまとめて示す。

表-5 得られた荷重係数による設計照査式

| 目標値<br>Pr | 組合せケース | 設 計 照 査 式                                                              |
|-----------|--------|------------------------------------------------------------------------|
| $10^{-3}$ | Code-1 | $\sigma_y \geq \sigma_0 1.05D^* + \alpha_1 1.20L^*$                    |
|           | Code-2 | $\sigma_y \geq \sigma_0 1.05D^* + \alpha_1 1.15L^* + \alpha_7 0.30T^*$ |
|           | Code-3 | $\sigma_y \geq \sigma_0 1.05D^* + \alpha_2 2.45E^*$                    |
|           | Code-4 | $\sigma_y \geq \sigma_0 1.05D^* + \alpha_7 0.25T^* + \alpha_2 2.35E^*$ |
| $10^{-5}$ | Code-1 | $\sigma_y \geq \sigma_0 1.05D^* + \alpha_1 1.30L^*$                    |
|           | Code-2 | $\sigma_y \geq \sigma_0 1.05D^* + \alpha_1 1.30L^* + \alpha_7 0.05T^*$ |
|           | Code-3 | $\sigma_y \geq \sigma_0 1.05D^* + \alpha_2 3.55E^*$                    |
|           | Code-4 | $\sigma_y \geq \sigma_0 1.05D^* + \alpha_7 0.10T^* + \alpha_2 3.50E^*$ |

## 5. 設計法の比較

### (1) 現行設計法による構造物の設計

上記した構造物と荷重のモデルを用いて現行設計法により構造物を設計し、各着目点の断面決定を支配する荷重組合せケース、および橋脚の概算鋼重、ラーメンの剛比、梁の剛度を表-6のように得た。同表に示す支配的組合せケースの番号が断面決定を支配する設計荷重組合せのCode番号を表している。

これによると、着目点①（柱下端）がCode-2かCode-3、つまり温度時か地震時のケースによって断面が決定しており、その他の着目点ではCode-1の常時によって決定している。わずかに、構造物No.7とNo.11の着目点③がCode-3によって決定しているが、その場合でもCode-1の結果と比較すると大差ない。さらに、温度+地震時の組合せであるCode-4によって断面が決定している着目点は無く、ここで対象としている構造物と着目点とに限定するならば、結果的にCode-4の荷重組合せケースを設計照査の中に用いる意味は無いことになる。つまり、Code-1～Code-3のみを用いて設計すれば良いことになる。ただし、このことがCode-4の設計荷

重組合せに対応する実荷重の組合せケース、すなわち表－２のCase-6やCase-7といった組合せが構造物の安全性に意味を持たないということではないし、荷重係数体系の設計照査式におけるCode-4が構造物設計に意味を持たないということでもない。

あくまで、現行設計法に規定されているCode-4の設計安全率や割増し率に対してのみこれらのことが言える。

(2) 荷重係数法による構造物の設計

表－５に示した荷重係数体系の設計照査式を用いて、現行設計法の場合と同じく表－１の構造物を設計し、各着目点の断面決定を支配する荷重組合せケースおよび橋脚の概算鋼重を表－７のように得た。これによると、着目点①～③においてはCode-3やCode-4、つまり地震荷重を含むケースによって断面が決定しており、

しかも橋脚高さが低く、且つ橋脚幅が大きい構造物No. 2、No. 6、No. 10では温度＋地震時のCode-4が支配的となり、その他ではCode-3が支配的となっている。また、着目点④においてはCode-1またはCode-2によって断面が決定している。橋脚高さが低い構造物は温度時で、また橋脚高さが高い構造物は常時の組合せケースがそれぞれ支配的となっており、普通に予測される荷重組合せケースが順当に支配荷重となっている。表－６に示した現行設計法による場合と比べると、この結果ではCode-1～Code-4のすべてが出現しており、不必要な設計荷重の組合せケースは存在しない。ただし、前記したように活荷重や地震荷重と組合せる温度荷重の影響は小さく、この場合にもCode-1とCode-2あるいはCode-3とCode-4との差は非常に小さい。また、前者では着目点②と③において主としてCode-1が支配的であるのに対して、後者ではCode-3やCode-4が支配的となっており大きな変化が見られる。

(3) 支配的な荷重組合せによる比較

まず、現行設計法による構造物に対して実荷重ケースのすべてを作用させ、式（４）を用いて限界状態確率を求めた。代表的に構造物No. 7について、荷重ケース別の一例を図－８に示す。実死荷重は設計死荷重より大きい場合である。ただし、同図に示す各実荷重の組合せケースCase-iは、式（４）においてその荷重組合せケースだけが作用するとした場合の結果を示すもので、各荷重組合せによるこのような  $P_f(x)$  を算術和すれば、式（４）によってすべての荷重組合せケースを考えた場合の  $P_f(x)$  に近似的に等しくなる。構

表－６ 現行設計法による構造物

| 構造物<br>No. | 支配的組合せケース |   |   |   | 概 算 鋼 重<br>W (ton) | ラーメンの剛比<br>K | 梁の剛度<br>I <sub>b</sub> (m <sup>4</sup> ) |
|------------|-----------|---|---|---|--------------------|--------------|------------------------------------------|
|            | ①         | ② | ③ | ④ |                    |              |                                          |
| 1          | 2         | 1 | 1 | 1 | 42.9               | 0.501        | 0.064                                    |
| 2          | 2         | 1 | 1 | 1 | 90.3               | 0.403        | 0.228                                    |
| 3          | 3         | 1 | 1 | 1 | 55.4               | 0.625        | 0.051                                    |
| 4          | 3         | 1 | 1 | 1 | 96.8               | 0.752        | 0.194                                    |
| 5          | 2         | 1 | 1 | 1 | 59.7               | 0.496        | 0.096                                    |
| 6          | 2         | 1 | 1 | 1 | 123.8              | 0.403        | 0.345                                    |
| 7          | 3         | 1 | 3 | 1 | 77.5               | 0.616        | 0.077                                    |
| 8          | 3         | 1 | 1 | 1 | 133.1              | 0.736        | 0.291                                    |
| 9          | 2         | 1 | 1 | 1 | 78.3               | 0.493        | 0.132                                    |
| 10         | 2         | 1 | 1 | 1 | 160.4              | 0.403        | 0.474                                    |
| 11         | 3         | 1 | 3 | 1 | 102.1              | 0.611        | 0.107                                    |
| 12         | 3         | 1 | 1 | 1 | 172.8              | 0.724        | 0.399                                    |
| 合計         |           |   |   |   | 1193.1             |              |                                          |

表－７ 荷重係数法による構造物

| 構造物<br>No. | 支配的組合せケース |   |   |   | 概算網重W (ton)     |                 |
|------------|-----------|---|---|---|-----------------|-----------------|
|            | ①         | ② | ③ | ④ | $P_f^*=10^{-3}$ | $P_f^*=10^{-5}$ |
| 1          | 3         | 3 | 3 | 2 | 38.6            | 46.6            |
| 2          | 4         | 4 | 4 | 2 | 60.9            | 67.4            |
| 3          | 3         | 3 | 3 | 1 | 78.3            | 103.3           |
| 4          | 3         | 3 | 3 | 1 | 97.2            | 119.5           |
| 5          | 3         | 3 | 3 | 2 | 54.9            | 66.3            |
| 6          | 4         | 4 | 4 | 2 | 85.0            | 94.1            |
| 7          | 3         | 3 | 3 | 1 | 110.0           | 144.9           |
| 8          | 3         | 3 | 3 | 1 | 135.2           | 166.1           |
| 9          | 3         | 3 | 3 | 2 | 73.2            | 88.4            |
| 10         | 4         | 4 | 4 | 2 | 111.6           | 123.6           |
| 11         | 3         | 3 | 3 | 1 | 145.4           | 191.5           |
| 12         | 3         | 3 | 3 | 1 | 177.1           | 217.4           |
| 合計         |           |   |   |   | 1167.5          | 1429.3          |

造物No.7は、橋脚高さが高く相対的に地震荷重の影響を受け易いが、着目点①～③においてはCase-4やCase-6が支配的となり、着目点④においては地震荷重の影響は無くCase-1やCase-3が支配的となった。

前記したように、着目点①の断面決定ではCode-2やCode-3が支配的となったのに対して、実荷重ではCase-4やCase-6が支配的となっている。Code-3とCase-4は対応しているものの、Code-2とCase-6とは荷重組合せが対応していない。さらに、着目点②と③ではCode-1が支配的となったのに対して、実荷重では地震荷重を含むケースが支配的になっており、明らかに異なる荷重組合せがそれぞれ設計と実態荷重とを支配している。また、着目点④ではそれぞれを支配する荷重組合せは対応しているものの、限界状態確率は近似的にゼロに等しいという結果となった。

次に、荷重係数を用いて設計した構造物に、実荷重ケースのすべてを作用させ限界状態確率を求めた。支配的な荷重ケースの傾向は図-8の結果と類似しており、着目点①～③においてはCase-4やCase-6が支配的となり、着目点④においてはCase-1やCase-3が支配的となった。この点は、部材の断面定数にかかわらず、荷重の作用状況によってその断面力の大きさが決まるという点からも推定することは可能であり、言い換えれば構造物にとって支配的な実荷重の組合せケースは、構造物の形状や規模、および荷重の特性によって決まっていると考えて良い。そこで、この結果を断面決定に支配的な設計荷重の組合せケースと対比すると、着目点①～④ともに両者の荷重組合せケースが良く対応していることがわかる。現行設計法に比べて、この点において荷重係数法がより適切な荷重組合せをもたらしていると言えよう。

(4) 限界状態確率と概算鋼重による比較

終局限界状態である降伏強度  $\sigma_y = 3600\text{kg/cm}^2$  において、限界状態確率を求めると図-9のようになった。現行設計法では構造物および着目点によって非常に大きなばらつきがあり、構造物の安全性という点で均等になっていない。特に、着目点①に見られるように、地震荷重を含む組合せによる限界状態確率が大きく、現行の設計法におけるCode-3やCode-4の割増し率が大き過ぎることになる。その反面で、着目点④などに見られるように、Code-1に対しては限界状態確率が近似的にゼロとなり、いずれにおいても設計上の不合理が見られる。ただし、現行設計法の割増し率はここで求めたような荷重

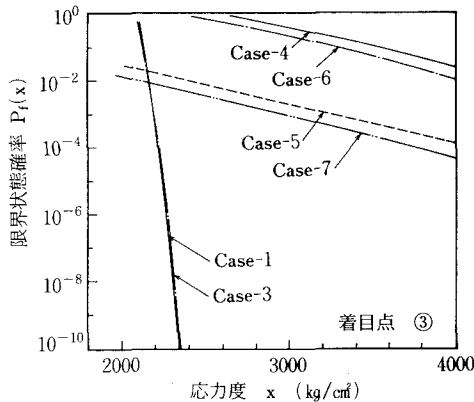
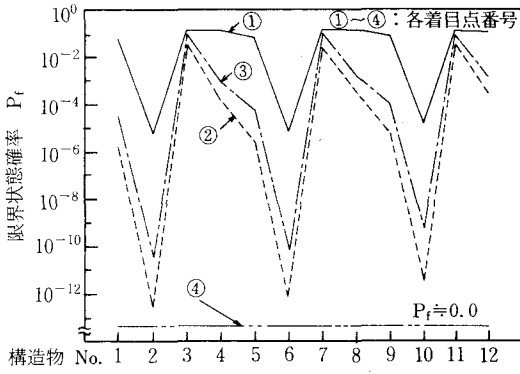
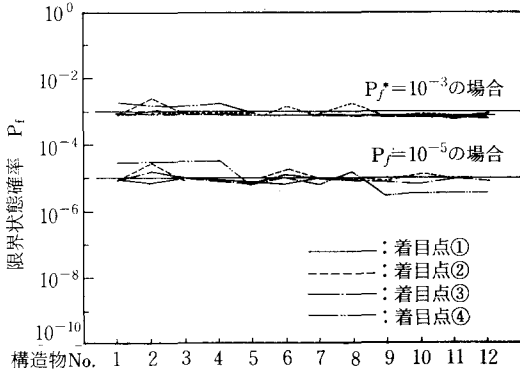


図-8 現行設計法による構造物の限界状態確率



(1) 現行設計法による場合



(2) 荷重係数法による場合

図-9 各設計法による限界状態確率の比較

のばらつきのみに対処しているものではなく、グロスエラーなどについても配慮している点を考える必要があろう。これに対して、荷重係数法により構造物あるいは着目点間の限界状態確率が非常に均等化したことが明白である。すなわち、前記した荷重係数体系による設計法の合理性が具体的な数値を用いて示されたと言えよう。なお、実死荷重が設計死荷重と等しい場合も図-9と非常に類似した結果となった。

一方、各構造物における鋼重の変化について概算鋼重を比較した。これによると、現行設計法による構造物の信頼性は、鋼重を基準にしてみるとほぼ $10^{-3}$ のレベルに相当している。荷重係数法ではすべての構造物が $10^{-3}$ の目標値付近の安全性レベルを保持しているのに対して、現行設計法では最も危険な構造物の限界状態確率が $10^{-1}$ 以上であり、この構造物を安全側に設計するためには大きな鋼重増加が必要となる。これに対して、最も安全側の構造物では限界状態確率が近似的にゼロとなり、不必要な部材断面が使用されていることになる。このように、現行設計法では経済性の面においても不合理な設計となっていることが指摘できた。

これらの問題点は、構造物の安全性という観点から見た現行設計法の不合理さを具体的に指摘したもので、経験的な判断によって設計安全率や公称荷重が規定されているために、設計荷重と実態荷重との間に正しい対応関係が得られていないことにその原因があるものと考えられる。なお、実荷重としての死荷重が設計荷重に等しい場合と等しくない場合とで比較してみると、設計荷重に等しくない場合の方が約 $10^1$ 程度高い限界状態確率となった。さらに、両者の設計法による単位長さ鋼重の変化を見ると、図-10に示すようにそのばらつきの違いが良くわかる。現行設計法による場合では、構造物および着目点間のばらつきが比較的大きいのに対して、後者の荷重係数法による場合ではそのばらつきが小さくなっており、この点においても均等化の結果が見られる。ただし、構造物番号が増加するにつれて単位長さ鋼重が増加するのは、上部構造の支間長が大きくなるためである。また、目標値 $P_f^* = 10^{-3}$ と $10^{-5}$ を比較すると、当然ながら後者の方が鋼重は増大するが、その値は平均的には約20%であった。ただし、着目点④においてはその差は非常に小さく、断面の板厚が限界状態確率の変化に非常に鈍感であり、そのために鋼重がほとんど変化しないことを表わしている。

## 6. ま と め

本研究では、道路橋における一般的な鋼製橋脚を対象にして、荷重組合わせの確率論的な解析と荷重係数の試算を行った。得られた成果について考察し、今後の課題をまとめると次のようである。

具体的な荷重係数を算定するための方法論を開発するとともに、実際の構造物と荷重のモデルを用いてその試算例を提示することができた。具体的な数値によって現行設計法の不合理さを示し、荷重係数法によれば構造物の安全性レベルが均等化するとともに、経済性においても効果的な設計が可能となることを示した。勿論、このような検討過程の中にはいくつかの重要な仮定や問題点を含んでおり、本研究の結果が直ち

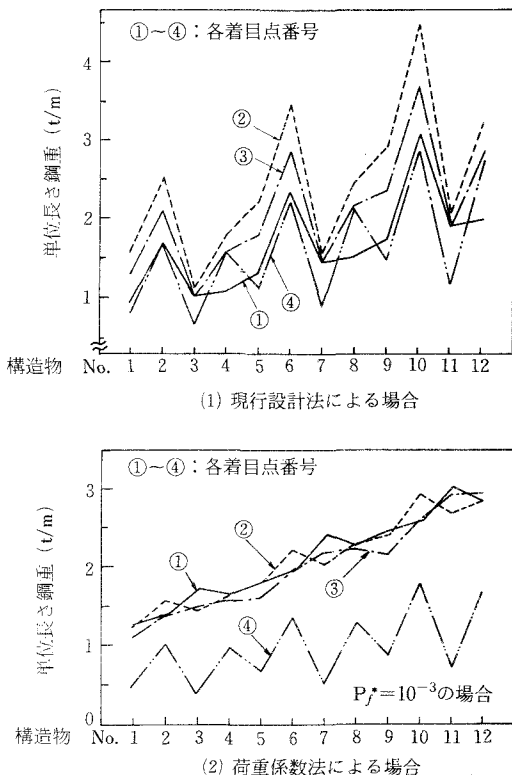


図-10 各設計法による単位長さ鋼重の比較

に実用的な荷重係数を提供するものではないが、一連の考え方と方法論的な開発によって、今後限界状態設計法を導入する上で有効な示唆を得たと思われる。

しかしながら、本研究の方法や考え方が最適というのではなく、あくまで一つの考え方を提示するものであって、より適切な考え方へと発展する可能性を供えていると考えている。たとえば、本研究の最適化規範によれば、目標とする限界状態確率を超過する構造物が必ず出現するが、このような点は構造物の安全性から見て必ずしも最適とは言えない。もし、限界状態確率の上限値を設定すべきだとする考え方が提示されれば、それとの間により整合する方向で検討を深める必要があろう。また、荷重組合せを考慮した構造物の信頼性評価では、結局のところ用いる荷重モデルの特性に大きく左右される。個々の荷重について実態荷重特性をより正確にモデル化するとともに、荷重組合せを行う上でさらに工夫が必要かと思われる。たとえば活荷重や温度荷重では、それらの荷重を単独に見る場合と地震荷重と組み合わせる場合とでは異なる荷重モデルを使い分ける必要があろう。さらに、実荷重の組合せケースに対して、考慮すべき設計荷重の組合せケースをどのように設定したら良いか検討する必要がある。現行の設計法では、経験的に代表的な設計荷重の組合せケースを設定しており、本研究では便宜的にこれを用いて荷重係数を算定した。しかし、このような組合せケースについても最適な解を提示することは大きな意味があり、確率論的な裏付けを検討する必要がある。

最後に、本研究にあたり終始有益な御討議を賜った、阪神高速道路公団設計荷重委員会（委員長：小西一郎京都大学名誉教授）の委員各位に深謝の意を表します。特に、Columbia大学篠塚正宣教授には、本研究の技術的開発において多大な御指導を賜り、また本研究の解析には鋼綜合技術コンサルタント明田修氏の御協力を得た。記して謝意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，昭和55年2月
- 2) 土木学会構造工学委員会・構造物安全性研究小委員会：構造物の安全性・信頼性，1976年10月，丸善
- 3) 土木学会構造工学委員会：安全性照査のための構造設計基準，土木学会誌，1980年9月
- 4) 日本道路協会：限界状態設計法分科会検討資料，第1回資料，昭和59年4月
- 5) BSI：British Standard 5400，London，1978
- 6) MTC：Ontario Highway Bridge Design Code，Ontario，1983
- 7) 阪神高速道路公団・阪神高速道路管理技術センター：設計荷重委員会報告書，昭和61年12月
- 8) F. Borges and J. Castanheta：Structural Safety，2nd ed.，Laboratorio Nacional de Engenharia Civil，Lisbon，Portgal，March，1972
- 9) Y. K. Wen：Statistical Combination of Extreme Loads，ASCE，Vol. 103，No. ST5，May 1977
- 10) M. Shinozuka：Load Combination and Load Resistance Factor Design，IABSE Symposium，Tokyo，Sept. 1986
- 11) 白木 渡，他：鋼製ラーメン橋脚の荷重係数の算定，土木学会第41回年次大会，I-143，昭和61年11月
- 12) 阪神高速道路公団：鋼構造物標準図集，1980年4月

(1986年10月17日受付)